
U形鋼矢板の圧縮耐荷力について

Compressive Strength of U-shaped Steel Sheet-Pile

大方 茂(Shigeru Okata)

要旨：

本報文はU形鋼矢板の圧縮強度を理論的に、実験的に検討したものである。なお、圧縮強度に影響を与える断面定数はプログラムを開発し求めた。結論を要約すると次のとおりである。(1)U形鋼矢板の柱としての座屈を従来どおりオイラー座屈のみで検討したのでは不十分であって、本文中に示したように、曲げとねじりの連成座屈として検討するべきである。偏心圧縮はもちろん、中心圧縮の場合でも連成座屈を生ずる。(2)非弾性領域での耐荷力は、フランジの局部座屈で決定される。

Synopsis：

In driving a U-shaped sheet-pile, the compressive strength of the pile is a subject that calls for a due consideration, although its complex shape of section presents some difficulty. Nevertheless, it is liable to be ignored because the design and selection of sheet pile are usually done merely on the basis of bending moment by earth or water pressure. In this paper, the compressive strength of U-shaped steel sheet-pile is studied theoretically and experimentally, while new computer programs are developed to calculate sectional parameters of the shapes effective to the compressive strength. The results are as follows: (1) In order to consider the buckling of U-shaped steel sheet-pile as a column, it is insufficient to appreciate the compressive strength merely on the basis of Euler's buckling load. As is shown in this article, the compressive strength should be understood as a coupled buckling of torsion and flexure. This coupled buckling occurs not only under eccentric load, but also under concentric load. (2) Ultimate strength of a sheet pile in inelastic region is decided by the local buckling strength of the flange. This leads to the importance of flange thickness accuracy, because the local buckling of a plate is heavily affected by its thickness.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

U形鋼矢板の圧縮耐荷力について

Compressive Strength of U-shaped Steel Sheet-Pile

大 方 茂*

Shigeru Okata

Synopsis:

In driving a U-shaped sheet-pile, the compressive strength of the pile is a subject that calls for a due consideration, although its complex shape of section presents some difficulty. Nevertheless, it is liable to be ignored because the design and selection of sheet pile are usually done merely on the basis of bending moment by earth or water pressure.

In this paper, the compressive strength of U-shaped steel sheet-pile is studied theoretically and experimentally, while new computer programs are developed to calculate sectional parameters of the shapes effective to the compressive strength.

The results are as follows:

- (1) In order to consider the buckling of U-shaped steel sheet-pile as a column, it is insufficient to appreciate the compressive strength merely on the basis of Euler's buckling load. As is shown in this article, the compressive strength should be understood as a coupled buckling of torsion and flexure. This coupled buckling occurs not only under eccentric load, but also under concentric load.
- (2) Ultimate strength of a sheet pile in inelastic region is decided by the local buckling strength of the flange. This leads to the importance of flange thickness accuracy, because the local buckling of a plate is heavily affected by its thickness.

1. はじめに

鋼矢板は山留め等の仮設材として広く使用されているほか、護岸・岸壁などの永久構造物にも多数用いられている。このように、鋼矢板は土圧または水圧による曲げモーメントに抵抗する部材として使用されることが多く、その断面形状はこの目的に対してもっとも効果的となるようにくふうされている。また、鋼矢板壁の設計においても、矢板壁が受ける曲げモーメントの大きさにもとづ

いて、鋼矢板の形式が選定されるのが普通である。

しかしながら、鋼矢板にとってもっともきびしい応力状態となるのは、必ずしも完成後の鋼矢板壁が受ける曲げモーメントによるものとは限らない。打ち込みによる圧縮力が鋼矢板を変形させたり、頭部を破損させたりすることもある。しかし、鋼矢板の打ち込み時の圧縮強度については、設計時点ではほとんど考慮されていないのが現状である。これは、打ち込み中に生ずる鋼矢板の応力状態は、地質、施工方法によってかなり差異が

* エンジニアリングセンター建設開発部土木開発室

あるため、正確な検討が困難なこと、鋼矢板の断面形状が複雑で、圧縮強度を検討するうえで必要な種々の断面特性が不明なこと、などによるものと考えられる。このため、圧縮部材であれば周知となっているような特性が不明な状態である。

本報は、上述したような打ち込み時の問題に対し、当社が従来より取り組んできた種々の研究の中から、鋼矢板の圧縮強度に関する基礎的な事項についてまとめたものである。なお、本報では鋼矢板としてU形鋼矢板について考えており、以後U形鋼矢板を単に鋼矢板と記述する。

2. 短柱としての圧縮強度

鋼矢板が圧縮荷重を受けた場合の強度は、長柱座屈も局部座屈も生じないものとする、概略次のように考えることができる。

Fig. 1 に示すように、鋼矢板の両端に軸力 P が重心 G より $e(e_x, e_y)$ だけ偏心した位置に載荷された場合の最大圧縮応力 σ は、弾性域内では近似的に次式で表わせる。

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_y}{I_x} \cdot y_c + \frac{P \cdot e_x}{I_y} \cdot x_c \quad (1)$$

ここに、

A : 鋼矢板の断面積

I_x, I_y : x, y 軸に関する断面 2 次モーメント

x_c, y_c : 最外縁の座標

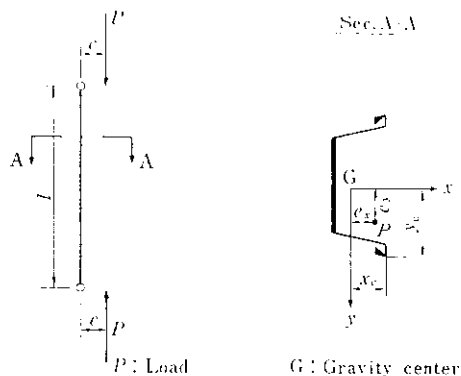


Fig. 1 Eccentric loading

この応力が降伏点 σ_y に達した時の圧縮荷重は、鋼矢板に残留応力がないものとした場合の弾性限界圧縮強度 P_R は (2) 式で表わされる。

$$P_R = \frac{\sigma_y}{\frac{1}{A} + \frac{e_y \cdot y_c}{I_x} + \frac{e_x \cdot x_c}{I_y}} \quad (2)$$

この荷重状態では断面内の応力はほとんどが弾性域内であるため、鋼矢板はさらに大きな荷重を支えることができる。この鋼矢板の圧縮強度はいわゆる非弾性はり-柱の問題として考えることができる。ところが、**Fig. 1** のように鋼矢板の対称軸 (x 軸) 外に圧縮力が作用した場合には、3. で述べるように、 x 方向の曲げ変形、 y 方向の曲げ変形および回転の 3 つの変形つりあい式がそれぞれ独立でなくなるため、応力の重ね合わせが成立しなくなり取り扱いがかなり複雑となる。このような意味で、(1)、(2) 式は厳密には成立しない。しかし、鋼矢板の通常の使用範囲では、後述するように短柱としての圧縮強度に達する以前に長柱座屈、局部座屈が生じ、これらによって強度が決定されてしまう。したがって、柱長 $l \rightarrow 0$ とした場合の鋼矢板の圧縮強度 (極限強度) は実用上それほど問題とならない。しかし、ある程度の目安をつけておくことは必要なので、ここでは圧延形鋼に対しかなり近似度が良いとされている H 形鋼の極限強度に対する関係式を鋼矢板にも適用してみる。この点については後章で実験を行い確認することにする。

さて、H 形鋼が軸力と曲げを同時に受ける時の極限強度 ($l \rightarrow 0$) に関する相関曲線は **Fig. 2** の

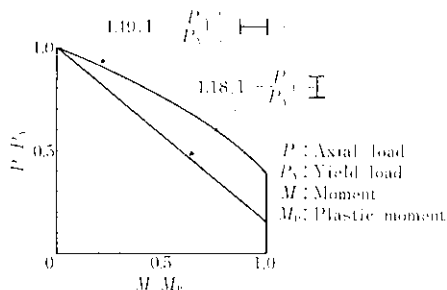


Fig. 2 Ultimate strength of H-shape as beam-column¹⁾

ように求められている¹⁾。この図において P_y は全断面降伏力 ($=\sigma_y \cdot A$)、 M_p は全塑性モーメントである。したがって、たとえば鋼矢板が y 方向に e だけ偏心して圧縮力 P を受ける場合の極限強度 P_M は、

$$-\frac{P \cdot e}{M_p} = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (3)$$

という関係より、

$$P_M = \frac{1.18}{e} + \frac{1.18}{P_y} \quad (4)$$

と求めることができる。

3. 長柱座屈

3.1 曲げとねじりの連成座屈

鋼矢板はハンマーで打ち込まれる時、ハンマーの重量や打撃力で軸方向に圧縮される。この圧縮荷重により、鋼矢板は長柱としての座屈をおこす可能性がある。最近では、長尺な鋼矢板が使用される機会が多くなってきているので、長柱座屈について十分な検討をしておく必要がある。

さて、鋼矢板は構造力学的には1軸対称薄肉開断面部材に分類することができる。一般に薄肉開断面部材の変形のつり合い方程式は、座標軸を **Fig. 3** に示すようにとると(5)式のように表わすことができる²⁾。ただし、この場合外力としては

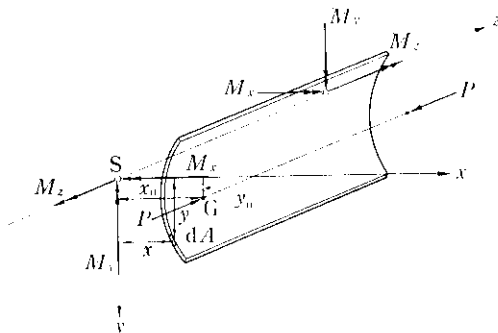


Fig. 3 Open thin-walled section member loaded at both ends

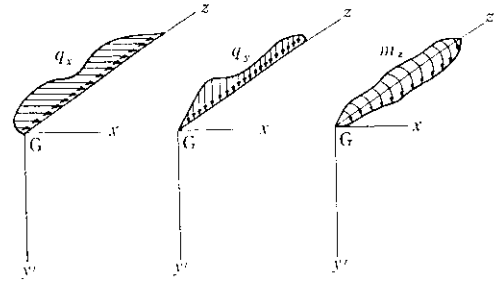


Fig. 4 Distributed load

材端に圧縮力 P 、モーメント M_x , M_y , M_z 、また部材中間に **Fig. 4** に示す分布荷重 q_x , q_y および分布ねじりモーメント m_z の外力が作用しているものとする。

$$\begin{aligned} EI_y \frac{d^4 u}{dz^4} + M_x \frac{d^2 \varphi}{dz^2} + M_z \frac{d^3 v}{dz^3} \\ + P \left(\frac{d^2 u}{dz^2} - y_0 \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) &= q_x \\ EI_x \frac{d^4 v}{dz^4} + M_y \frac{d^2 \varphi}{dz^2} - M_z \frac{d^3 u}{dz^3} \\ + P \left(\frac{d^2 v}{dz^2} + x_0 \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) &= q_y \\ -EC_{BT} \frac{d^4 \varphi}{dz^4} + GJ \frac{d^2 \varphi}{dz^2} + P \left(y_0 \frac{d^2 u}{dz^2} \right. \\ &\quad \left. - x_0 \frac{d^2 v}{dz^2} - \frac{I_{SP}}{A} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) \\ &\quad - M_x \left(\frac{d^2 u}{dz^2} - \frac{\kappa_1}{I_x} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) \\ &\quad - M_y \left(\frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{\kappa_2}{I_y} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) \\ &= m_z + q_x y_0 - q_y x_0 \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、

EI_x , EI_y : x 軸, y 軸に関する曲げ剛性

EC_{BT} : 曲げねじり剛性

GJ : ねじり剛性

x_0 , y_0 : 重心の座標

u : x 方向の変位

v : y 方向の変位

φ : せん断中心軸に関する回転角

$$\kappa_1 = \int_A y (x^2 + y^2) dA - y_0 I_{SP}$$

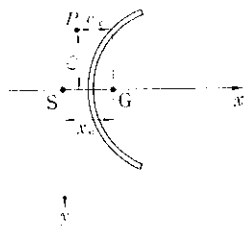


Fig. 5 Eccentric load

$$\kappa_2 = \int_A x(x^2 + y^2) dA - x_0 I_{SP}$$

$$I_{SP} = I_x + I_y + (x_0^2 + y_0^2)A$$

A: 断面積

鋼矢板のような1軸対称閉断面部材について、集中荷重 P が Fig. 5 に示すように重心から e_x , e_y だけ偏心した位置に作用した場合を考えると、

$$q_x = q_y = m_z = 0, \quad y_0 = 0, \quad \kappa_1 = 0,$$

$$M_x = Pe_y, \quad M_y = -Pe_x, \quad M_z = 0$$

となるから、これらを(5)式に代入して、

$$EI_y \frac{d^4 u}{dz^4} + Pe_y \frac{d^2 \varphi}{dz^2} + P \frac{d^2 u}{dz^2} = 0 \quad \dots (6)$$

$$EI_x \frac{d^4 v}{dz^4} - Pe_x \frac{d^2 \varphi}{dz^2} + P \left(\frac{d^2 v}{dz^2} + x_0 \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) = 0 \quad \dots (7)$$

$$\begin{aligned} & -EC_{BT} \frac{d^4 \varphi}{dz^4} + GJ \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \\ & -P \left(x_0 \frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{I_{SP}}{A} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) \\ & - Pe_y \frac{d^2 u}{dz^2} + Pe_x \left(\frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{\kappa_2}{I_y} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) \\ & = 0 \quad \dots (8) \end{aligned}$$

が得られる。この(6)~(8)式はたがいに独立ではない。すなわち、鋼矢板が偏心軸圧縮力を受けた場合の変形のつり合いは、曲げ変位 u , v と回転変位 φ が連成したものとなっている。

このような偏心軸圧縮力による鋼矢板の座屈荷重は、(6)~(8)式の u , v , φ に関する連立微分方程式が不定となる P を求めることによって得られる。

たとえば、両端単純支持の場合、境界条件は $z=0, l$ で $u=v=\varphi=0$, $u''=v''=\varphi''=0$ となるが、これらの境界条件を満足する u , v , φ の解として、

$$u = U \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$v = V \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$\varphi = \Phi \sin \frac{\pi z}{l}$$

を用い、これらを(6)~(8)式に代入することにより、

$$\left. \begin{aligned} (P_{ey} - P) U - Pe_y \Phi &= 0 \\ (P_{ex} - P) V + P(e_x - x_0) \Phi &= 0 \\ Pe_y U - P(e_x - x_0) V + T \Phi &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots (9)$$

が得られる。

ここに、

$$P_{ex} = \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 EI_x \quad \dots (10)$$

$$P_{ey} = \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 EI_y \quad \dots (11)$$

$$P_w = \frac{A}{I_{SP}} \left\{ \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 EC_{BT} + GJ \right\} \quad \dots (12)$$

$$T = \frac{I_{SP}}{A} \left\{ P \left(1 - \frac{e_x \kappa_2}{I_y} \cdot \frac{A}{I_{SP}} \right) - P_w \right\}$$

したがって、(9)式が U , V , Φ に関して不定となる条件は、

$$\begin{vmatrix} P_{ey} - P & 0 & -Pe_y \\ 0 & P_{ex} - P & -P(e_x - x_0) \\ Pe_y & -P(e_x - x_0) & T \end{vmatrix} = 0 \quad \dots (13)$$

となり、この式を整理することにより

$$\begin{aligned} & \left(1 - \frac{P_{ex}}{P} \right) \left(1 - \frac{P_{ey}}{P} \right) \left(\lambda - \frac{P_w}{P} \right) \frac{I_{SP}}{A} \\ & - \left(1 - \frac{P_{ex}}{P} \right) e_y^2 - \left(1 - \frac{P_{ey}}{P} \right) (x_0 - e_x)^2 = 0 \end{aligned} \quad \dots (14)$$

$$\text{ただし、} \quad \lambda = 1 - \frac{e_x \kappa_2}{I_y} \frac{A}{I_{SP}} \quad \dots (15)$$

という P に関する3次方程式が得られる。座屈荷重はこの3次方程式の解として求められる。ここで、(10)、(11)式の P_{ex} 、 P_{ey} はオイラーの曲げ座屈荷重、(12)式の P_w はワグナーのねじり座屈荷重である。このように、鋼矢板が圧縮力を受けた場合の座屈荷重は曲げとねじりが連成した座屈荷重となる。ところで、両端の境界条件が単純支持以外の場合には、近似的に(10)~(12)式の l の代わりに有効長 l_e を用い(14)式を解けば良い¹⁰⁾。

3.2 鋼矢板の断面定数の計算

前節で述べた鋼矢板の曲げとねじりの連成座屈荷重を計算する場合、鋼矢板の断面形状に関する諸定数を知る必要がある。しかし、鋼矢板のような複雑な形状については公式集などを利用することができない。そこで、当社では電算プログラムを開発し、これらの値を計算できるようにした。

この計算プログラムでは、鋼矢板に限らず任意

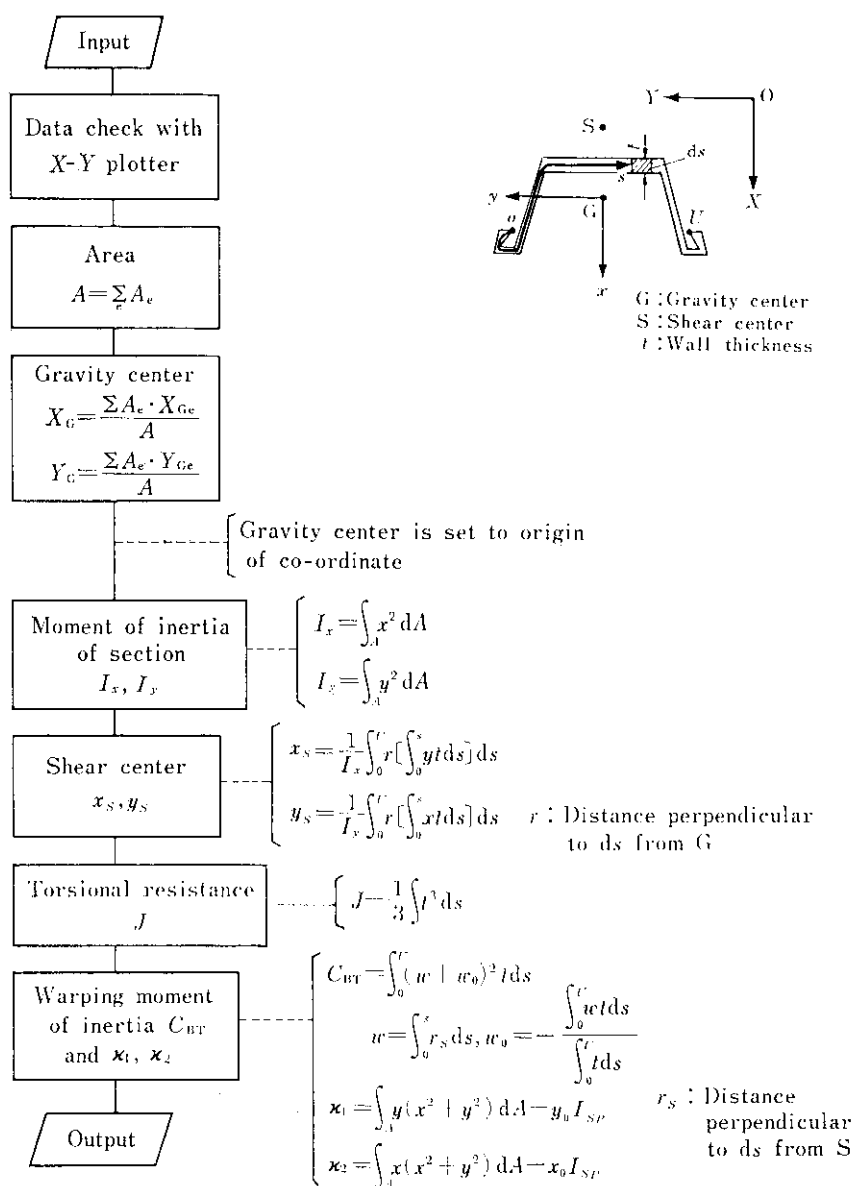


Fig. 6 Computation of section property of U-shaped sheet-pile

形状の薄肉開断面部材について計算できるようにになっている。計算される断面定数は、(1)断面積 A 、(2)重心位置、(3)せん断中心位置、(4)断面 2 次モーメント $I_x \cdot I_y$ 、(5)ねじり定数 J 、(6)曲げねじり定数 C_{RT} 、(7) κ_1 、 κ_2 であり、Fig. 6 に示す手順で計算される。このようなプログラムを用いず、鋼矢板断面をチャンネルに置きかえて断面定数を計算した場合には、曲げねじり定数・ねじり定数などが適切に評価されないで誤差が大きくなり、曲げねじり座屈の計算には不都合を生じる。

3.3 中心圧縮座屈荷重

鋼矢板が頭部断面で均等に圧縮された場合の座屈荷重は、弱軸に関するオイラー座屈として考えられることが多いが、本節ではこの点について検討してみることにする。

鋼矢板が中心圧縮荷重を受けた場合のつり合い方程式は、(6)～(8)式に $e_x = e_y = 0$ を代入することにより次のように求められる。

$$EI_y \frac{d^4 u}{dz^4} + P \frac{d^2 u}{dz^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$EI_x \frac{d^4 v}{dz^4} + P \left(\frac{d^2 v}{dz^2} + x_0 \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$-EC_{RT} \frac{d^4 \varphi}{dz^4} + GJ \frac{d^2 \varphi}{dz^2} - P \left(x_0 \frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{I_{xy}}{A} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (18)$$

3.1 と同様にして座屈荷重を求めると、

$$P = P_{ey} \text{ または、 } \left(1 - \frac{P_{ex}}{P} \right) \left(\lambda - \frac{P_w}{P} \right) \cdot \frac{I_{xy}}{A} - x_0^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (19)$$

が得られる。すなわち、(16)式は独立な式となるため、座屈荷重は弱軸に関する曲げ座屈荷重またはねじりと強軸に関する曲げの連成座屈荷重の小さい方として決定される。

たとえば、当社の鋼矢板 KSP-II A について 3.2 で述べた電算プログラムを用いて計算した断面定数を用いて座屈荷重を計算すると、Fig. 7 に示す結果が得られる。この図において P_e 曲線は、強軸に関する曲げ座屈とワグナーのねじり座屈と

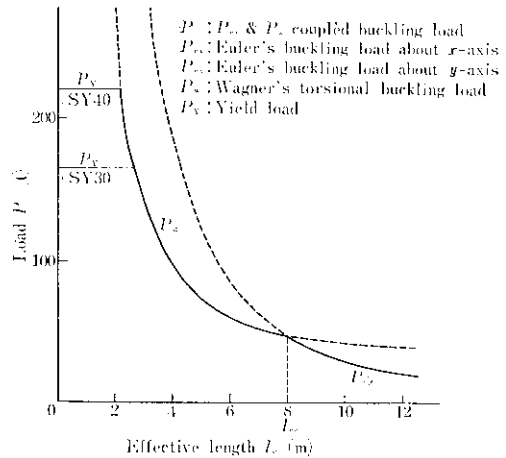


Fig. 7 Buckling strength of centrally loaded KSP-II A

の連成座屈荷重を示している。ここに見られるように、KSP-II A が中心圧縮を受けた場合、有効長 l_{eo} を境に座屈様式が異なり、 l_{eo} よりも長い場合には、弱軸に関するオイラー座屈荷重となるが、 l_{eo} より短い場合には曲げとねじりの連成座屈となる。KSP-II A の場合 l_{eo} は約 8 m となっているので、矢板長 10 m 以下で使用されることが多い KSP-II A では中心圧縮の場合といえども曲げとねじりの連成座屈を生じることがある。

このように鋼矢板が中心圧縮荷重を受ける場合の長柱座屈を検討する際には、オイラー座屈荷重だけからの判断では危険で、曲げとねじりの連成座屈も十分に考慮する必要がある。

3.4 偏心圧縮座屈荷重

鋼矢板の打ち込みでは、頭部にキャップをかぶせ、荷重ができるだけ均一にかかるように留意している。しかし、現実には多少の偏心は避けられず、特に 2 枚打ちをする場合などには相当量の偏心打ちとなることが想定される。このような、鋼矢板が偏心圧縮荷重を受けた場合の長柱座屈荷重は、3.1 で述べたように(14)式で求めることができる。この計算をするに当たって、断面の諸定数は 3.2 で述べたプログラムで計算した。

前と同じく、鋼矢板 KSP-II A について、この偏心圧縮を受けた場合の曲げとねじりの連成座屈

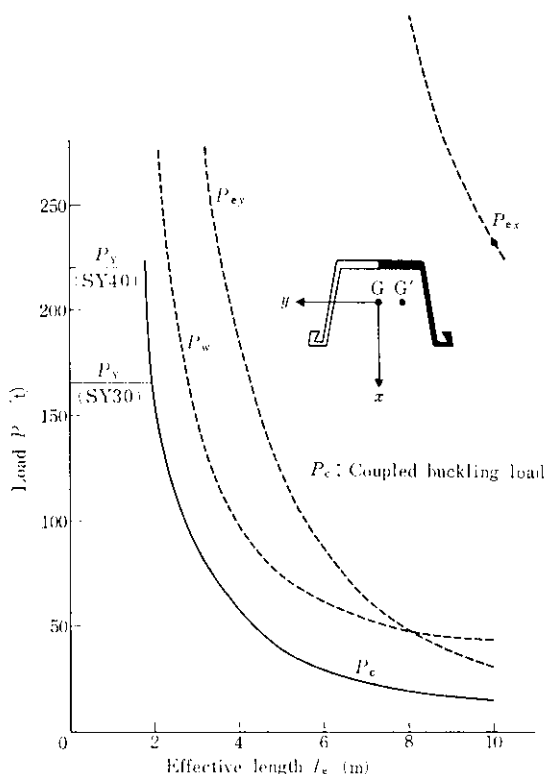


Fig. 8 Buckling strength of KSP-IIA
(half section loaded)

荷重を計算すると Fig. 8 が得られる。ただし、偏心圧縮荷重としては、図中に示したように断面の半分に分布荷重が作用した場合を考えており、また偏心量としては、この半断面についてプログラム計算した重心位置 G' より求めている。この図中には、連成座屈荷重との比較のために、オイラーの曲げ座屈荷重およびワグナーのねじり座屈荷重を破線で示してある。これらの座屈荷重を比較して明らかなように、連成座屈荷重はオイラーの座屈荷重 P_{ex} , P_{ey} およびワグナーのねじり座屈荷重 P_w と比べ、かなり小さな値となっている。

このように、鋼矢板が偏心圧縮荷重を受けた場合は、その座屈荷重を弱軸に関する曲げ座屈荷重だけで推定することはできず、連成座屈として取り扱う必要がある。また、Fig. 7 に示した中心圧縮座屈荷重と比べ、偏心圧縮座屈荷重は著しく低下することにも注意しなければならない。たと

えば、 $l_0=7\text{m}$ の場合、偏心圧縮座屈荷重は中心圧縮座屈荷重の48%程度に低下してしまう。したがって、鋼矢板の打ち込みにあたっては、できるだけ偏心打ちとならぬように留意する必要がある。

4. 局 部 座 屈

4.1 局部座屈応力

鋼矢板が圧縮力を受けた場合の強度を決定する要因の一つに局部座屈がある。鋼矢板断面はウェブ、2枚のフランジ、2個の爪部より構成される薄肉開断面部材である。爪部は剛性が大きく局部座屈は問題にならないが、ウェブおよびフランジは板要素であり、打ち込み時の圧縮力により局部座屈をおこす可能性がある。この局部座屈応力を計算する場合、鋼矢板断面そのままについて理論的に取り扱うことは難しいので、まず爪部を除いた Fig. 9 に示す形状で局部座屈応力を求めた。なお爪部の補剛効果については4.2で検討することにする。

板厚 t 、幅 b の板が圧縮荷重を受けた場合の局部座屈応力 σ_c は、次式により計算できる³⁾。

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 k \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここに、

k : 局部座屈係数

E : 弾性係数

E_t : 接線弾性係数

ν : ポアソン比 (=0.3)

$\tau = E_t/E$

この式における k は、板要素周辺の拘束度を示す係数であり、自由、ピン、固定など簡単な支持条

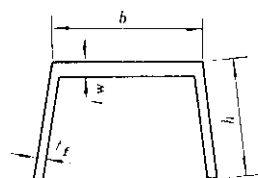


Fig. 9 Section for computing local buckling

件に対する値は、多くの文献に記載されている。しかし、Fig. 9 に示す断面形状では、ウェブとフランジの結合部は上記のいずれの支持条件とも異なっているので、局部座屈応力は Fig. 10 に示すような手順で計算する必要がある。なおこの計算に使用する p, q の値を Fig. 11(a), (b) に示す。また、非弾性領域の取り扱いに関し、若干の補足を加えておく。

Bleich³⁾は $\tau = E_t/E$ に関して次式を提案している。

$$\tau = \frac{(\sigma_Y - \sigma_c) \sigma_c}{(\sigma_Y - \sigma_P) \sigma_P} \quad (21)$$

ここに、

σ_Y : 降伏応力

σ_P : 比例限

σ_c : 局部座屈応力

したがって、 τ は σ_c の関数であり、(20) 式に (21) 式を代入すると両辺に σ_c が含まれることになる。このため、通常は逐次近似により σ_c が計算されている。しかし、これを次のように考えることにより、さらに簡単に計算することができる。

(20) 式を次のように変形すると、

$$\frac{\sigma_c}{\sqrt{\tau}} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 k \equiv \sigma_{c0} \quad (22)$$

鋼板では E, ν を一定としてよいから、右辺の σ_{c0} は k と b/t のみで求められる。したがって、この $\sigma_c / \sqrt{\tau} = \sigma_{c0}$ の関係を (21) 式に代入することに

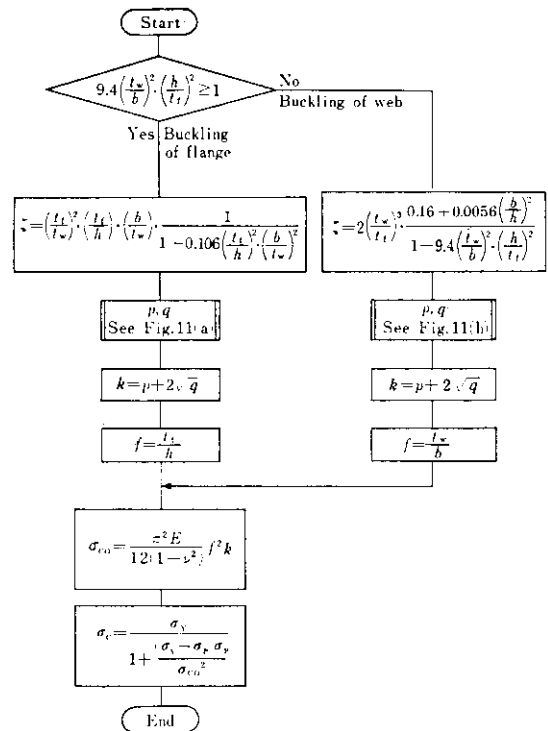
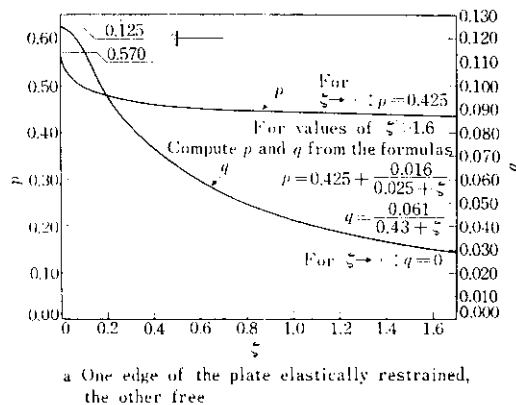


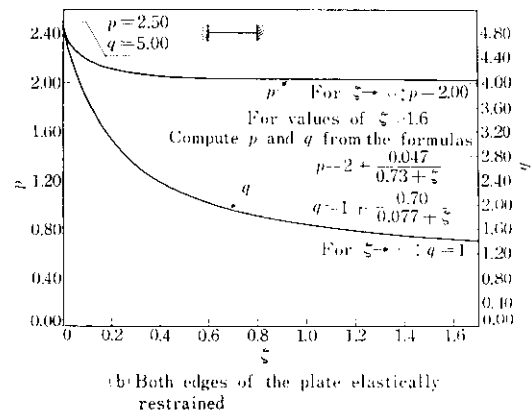
Fig. 10 Flow chart for computing local buckling stress

より、

$$\sigma_c = \frac{\sigma_Y}{1 + \frac{(\sigma_Y - \sigma_P) \sigma_P}{\sigma_{c0}^2}} \quad (23)$$



a One edge of the plate elastically restrained, the other free



(b) Both edges of the plate elastically restrained

Fig. 11 Coefficients p and q by Bleich³⁾

が得られる。

なお、当社鋼矢板の σ_{eo} を計算すると **Table 1** のような結果が得られた。

Table 1 Local buckling stress

Type	σ_{eo} (kg/mm ²)
KSP-II	61.0
KSP-IIA	38.1
KSP-III	43.0
KSP-IIIA	37.0
KSP-IV	48.2
KSP-IVA	36.8
KSP-VL	45.4

σ_{eo} is defined in eq. (22)

4.2 爪部の補剛効果

前節の計算ではフランジ爪部の補剛効果を無視している。この補剛効果は概略次のように評価することができる。

一般に、**Fig. 12** に示すように、端部に断面2次モーメント I を有するリブのついた板の局部座屈応力は次のように計算できる³⁾。

$$\sqrt{\mu-1}(\mu+1-\nu)^2 \cot \theta_2 - \sqrt{\mu+1} \cdot (\mu-1+\nu)^2 \coth \theta_1 + 2 \frac{n\pi}{\alpha} \mu \Omega = 0 \quad (24)$$

$$\text{ここに, } \theta_1 = \frac{n\pi}{\alpha} \sqrt{\mu+1}, \quad \theta_2 = \frac{n\pi}{\alpha} \sqrt{\mu-1},$$

$$n=1, 2, 3, \dots$$

$$\alpha = a/b, \quad D = Et^3/12(1-\nu^2)$$

$$\Omega = EI/bD - \{A/(b \cdot t)\} \mu^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_c t}{D\tau} \left(\frac{a}{n\pi} \right)^2$$

この(24)式を満たす μ の最小値を求め $k=(n/\alpha)^2$

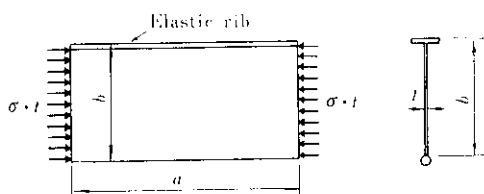


Fig. 12 Local buckling of plate with elastic rib

$\cdot \mu^2$ を計算し、この k の値より(20)式を用いて σ_c を計算すれば良い。

今、KSP-II A を例にとると、 I の値は 7cm^4 程度である。したがって、この時の Ω の値は高々20程度となる。 $\Omega=20$ として、 $\alpha=a/b$ に対する k の関係を求めたものが **Fig. 13** である。この図において、上側の境界 $k=4$ はリブがピン支持と同等の効果を示し、下側の境界 $k=0.425$ はリブが補剛効果を持たず自由端と同じであることを示している。この図より α が10以上ではほとんどリブ効果のないことがわかる。したがって、フランジ幅の10倍以上の長さの鋼矢板を対象とする場合は、爪部のリブ効果を無視した前項による計算方法を用いても良いであろう。たとえば KSP-II A の場合、鋼矢板長が1.4m 以上あれば爪部のリブ効果を無視して良いことになる。このため、鋼矢板断面の局部座屈の検討には、爪部を無視した **Fig. 9** の断面を用いてさしつかえないと考えられる。

5. 鋼矢板の偏心圧縮実験

鋼矢板が圧縮荷重を受けた場合の強度を、次のような実験を行って調べたので、その概要を報告する。

(1) 実験方法

Photo. 1, Photo. 2 に示すように、下端を固定し、上端に1/2断面の偏心荷重をかけて圧縮強度を測定した。使用した鋼矢板は KSP-II, KSP-II A, KSP-IIIA でそれぞれ長さを変えて

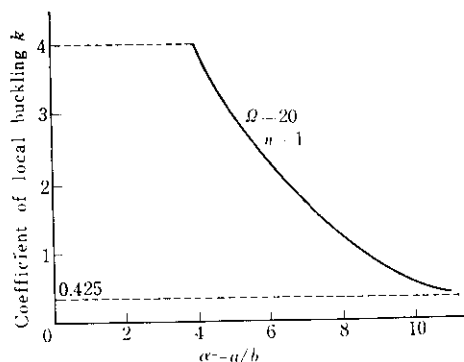


Fig. 13 Effect of stiffener to local buckling

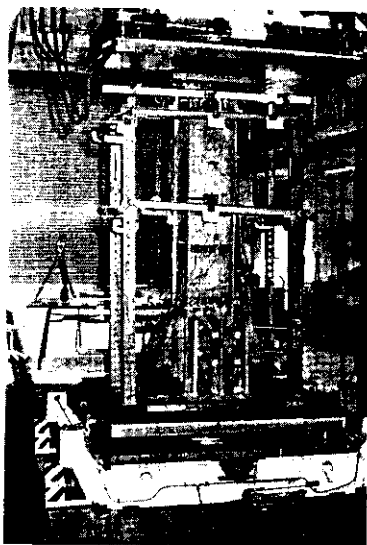


Photo. 1 Test setup

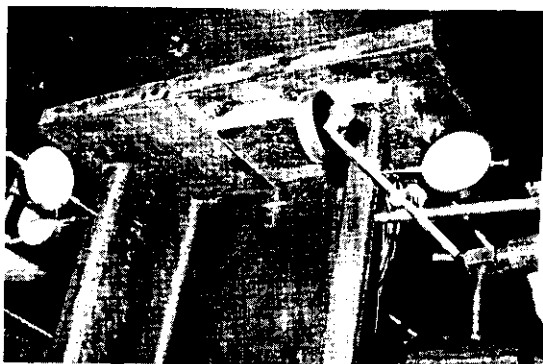


Photo. 2 Loaded edge of specimen

3体～5体実験した。使用した鋼矢板の降伏点は、KSP-II が 38.5kg/mm^2 、KSP-II A は 39.7kg/mm^2 、KSP-III A が 41.0kg/mm^2 であった。

実験は、当社エンジニアリングセンター鋼構造研究所 1000 t 構造物試験機を用いて行った。

(2) 実験結果

実験結果を Fig. 14 に示す。この実験の上下端の境界条件は、下端は固定、上端はピンと固定の中間状態となっている。このようなあいまいな境界条件としたのは、打ち込み時の条件をできるだけ再現しようとしたためである。このため、Fig. 14 には両端固定の場合と、下端固定・上端ピンの場合の圧縮強度を有効長に対してプロットし

てある。なお、図中の P_c 曲線は、曲げねじり連成座屈曲線である。この計算に当たっては、実験材の断面定数を3・2で述べたプログラムで求めた。

これらの結果より、 $l_0 = 0$ の場合の極限強度を外挿により求め、これを軸力-モーメント相関曲線上にプロットしてみると Fig. 15 のような結果が得られ、(3)式の係数1.18に相当する値として、平均値で1.27となった。なお、実験は半断面載荷により行われているから、

$$\frac{M}{M_p} = \frac{P \cdot e}{\sigma_Y \cdot \frac{A}{2} \cdot 2e} = \frac{P}{P_Y}$$

となる。実験値はこの直線上にプロットされている。したがって、鋼矢板断面の $\frac{1}{2}$ が圧縮される場合の $l_0 \rightarrow 0$ での極限強度は $P_M = 0.56P_Y$ となる。一方、H形鋼について求められた(4)式からは $P_M = 0.54P_Y$ が得られ、H形鋼についての Fig. 2 の関係を鋼矢板に適用しても比較的近似度が良いことがわかる。

Fig. 14 では、 $P_M = 0.56P_Y$ を $l_0 = 0$ にとり、この点と(2)式で計算される P_E を曲げねじり連成座屈曲線上にとった点とを直線で結んで示した。この P_E と P_M の中間の非弾性領域ではフランジに局部座屈の発生が見られており、3種類の

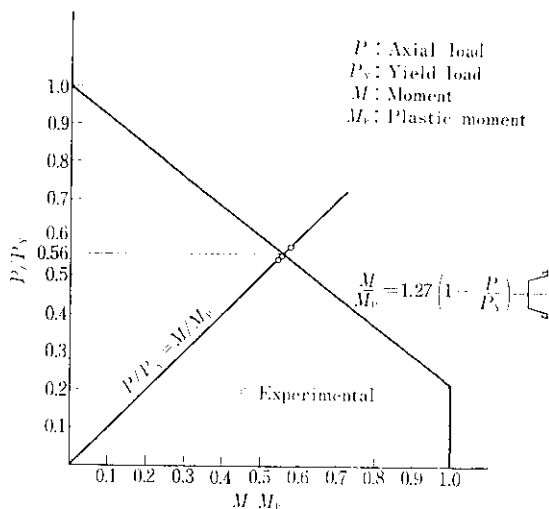


Fig. 15 Axial load-moment co-relation curve for ultimate strength of U-shaped steel sheet-pile

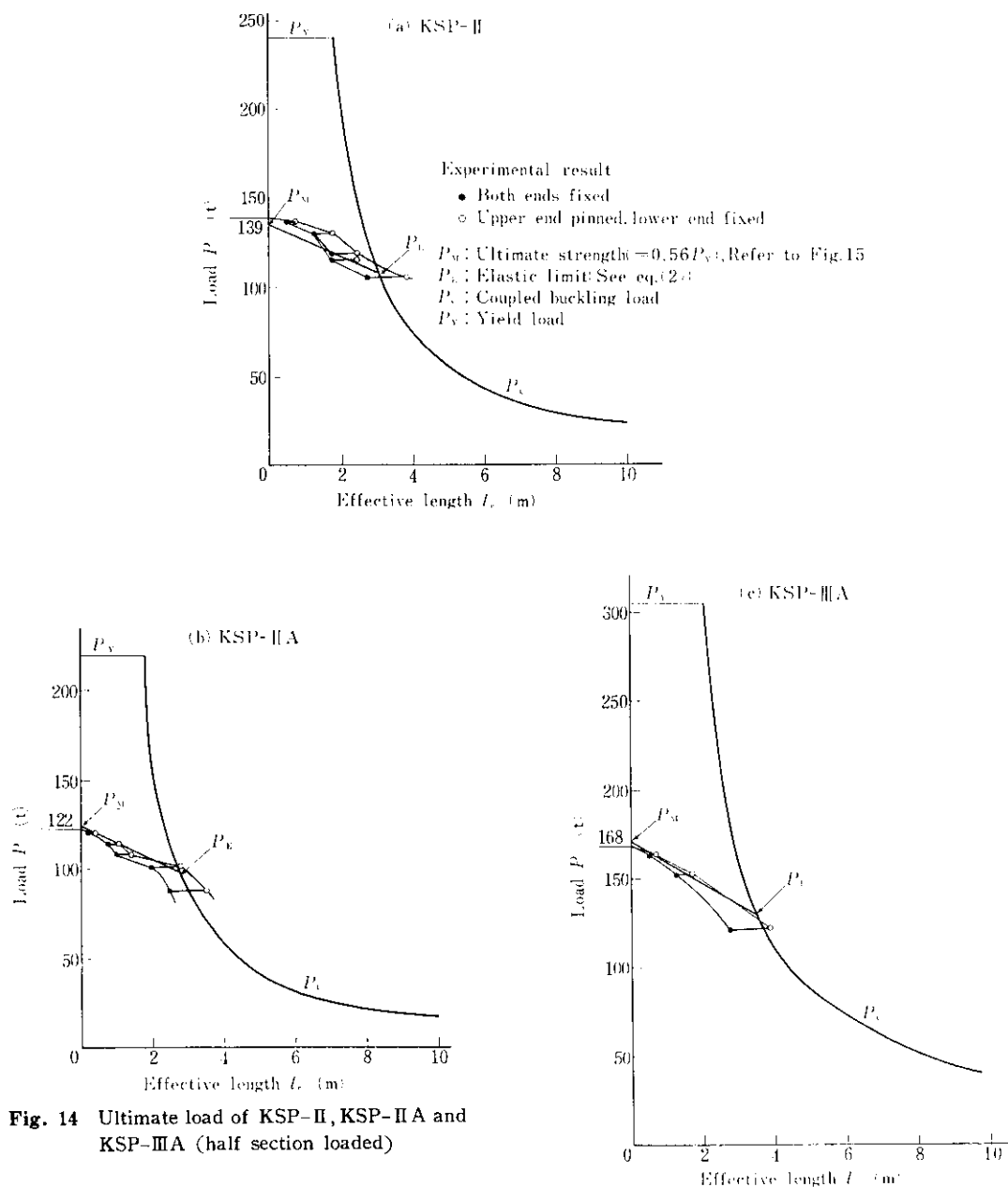


Fig. 14 Ultimate load of KSP-II, KSP-IIA and KSP-IIIA (half section loaded)

鋼矢板の局部座屈に対する強度の差異、爪部の補剛効果などが微妙に実験結果に現われている。たとえば局部座屈強度が降伏点の近傍にある KSP-IIA の場合には、 l_e が短くなるにつれて圧縮強度は増加するが、荷重 P_e に達した直後ではなだらかな増加傾向となり、爪部の補剛効果の現われる $l_e = 1.4\text{m}$ 以下になると再び増加傾向が

強くなっている。この間の座屈形状の変化を Photo. 3 に示す。しかし、KSP-IIIA についてはデータ数が少ないため、KSP-IIA と同様の傾向を示すかどうかは不明である。また、KSP-II では他の 2 種類の鋼矢板に比べフランジの局部座屈強度が高いためか、荷重 P_e に到達後の荷重の増加の度合いが他のものよりも大き目となっている。

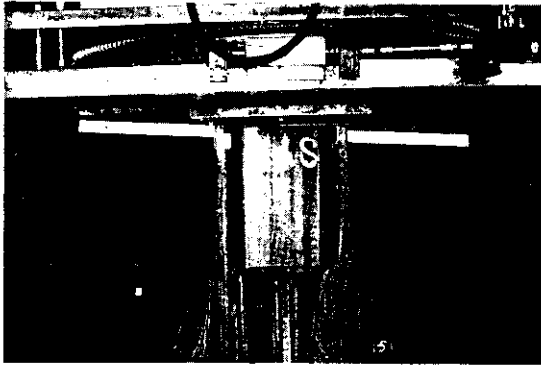
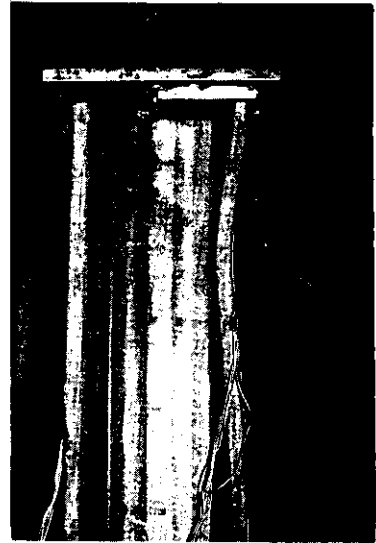
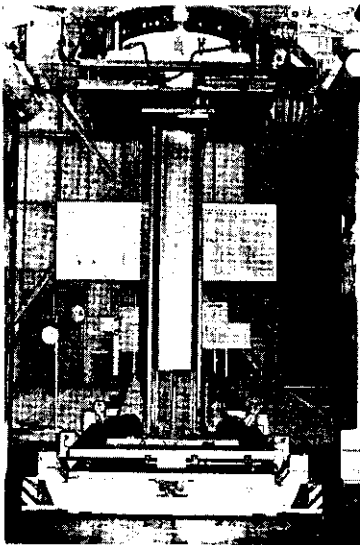
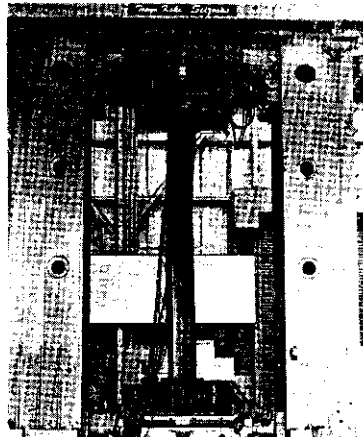
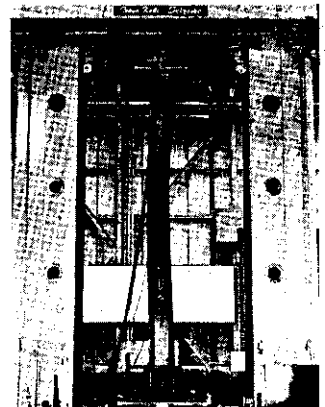
(a) $l=0.5\text{m}$ (b) $l=1.5\text{m}$ (c) $l=2.0\text{m}$ (d) $l=4.0\text{m}$ (e) $l=5.0\text{m}$

Photo. 3 Specimens at ultimate load (KSP-IIA)

る。

また、試験装置の都合上 l_0 を 4 m 以上長くすることができなかったため、 P_w より小さな圧縮強度についてのデータ数は不十分であるが、得られたデータについては曲げねじり連成座屈荷重の理論値に比較的近い値となっている。

このように、鋼矢板が圧縮力を受けた場合の強度は、弾性域では曲げとねじりの連成座屈で決定され、短柱としての極限強度に達するまでの中間領域（非弾性域）では局部座屈が関連してくる。

6. 局部座屈実験

Table 1 で示したように、鋼矢板フランジの σ_{cr} は降伏点近傍にあるものが多い。このことは局部座屈が降伏ひずみ近傍で生ずることを意味している。そこで、局部座屈荷重に与えるフランジ厚の影響を調べた。

(1) 実験方法

Fig. 16 に示すような断面を持つ、溶接組立てチャンネルの柱長を 1.5m として、上下端の全断

面に均等に荷重が加わるように注意しながら載荷し、荷重と鉛直変位を測定した。試験体はウェブ厚をほぼ一定とし、フランジ厚を5種類変えて実

験した。この試験体のウェブ、フランジの板厚の実測寸法を **Table 2** に示す。なお、使用鋼材の降伏点は 31.4kg/mm^2 であった。

(2) 実験結果

各試験体の荷重と鉛直変位の関係を **Fig. 17** に示す。座屈形状は **Photo. 4** に一例を示すように、すべての試験体でフランジの局部座屈が発生して

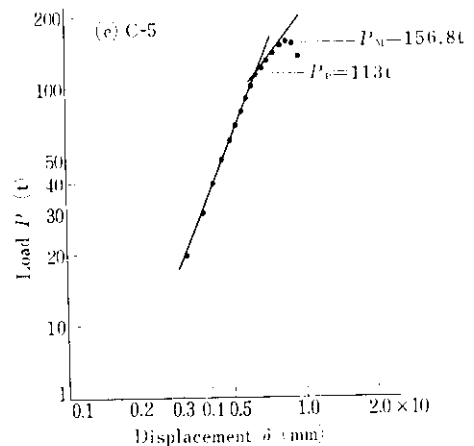
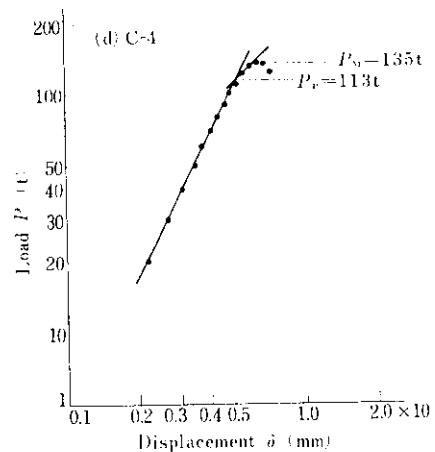
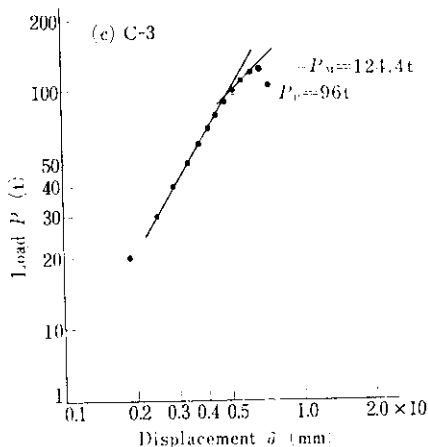
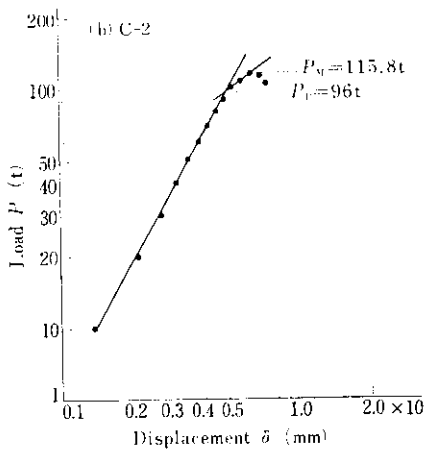
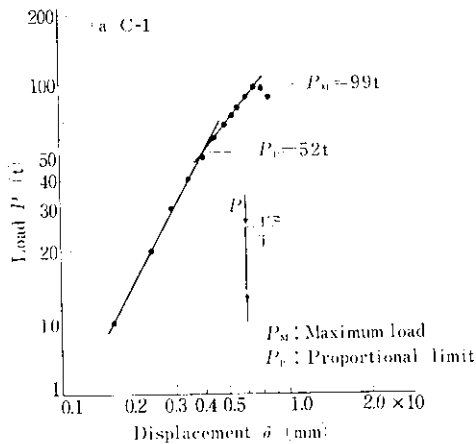


Fig. 17 $P-\delta$ curve

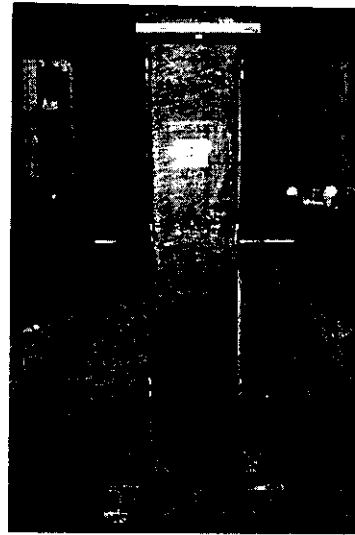
Table 2 Plate thickness and area of test specimen

No.	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
C-1	8.92	4.79	40.1
C-2	9.08	5.83	43.2
C-3	9.28	6.45	45.3
C-4	9.12	7.95	48.4
C-5	8.75	8.70	49.1

 t_w : Thickness of web plate t_f : Thickness of flange plate A : Area

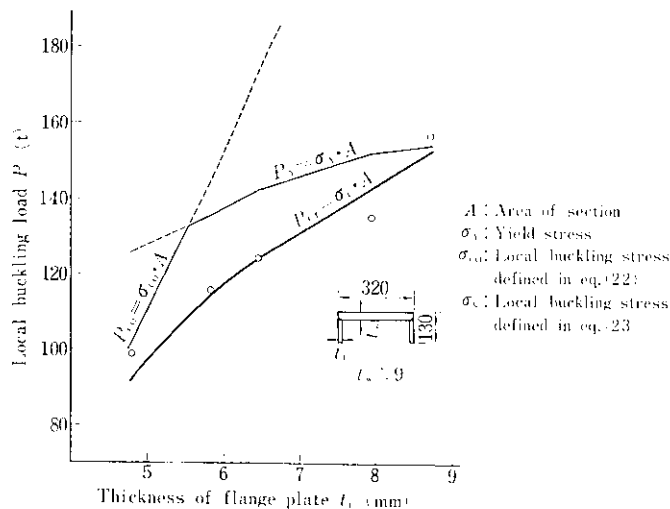
いる。

各試験体の局部座屈荷重 $P_{eo} = \sigma_{eo} \cdot A$ と全断面降伏荷重 $P_Y = \sigma_Y \cdot A$ の曲線を求め **Fig. 18** に示した。この図中に、試験結果をプロットしてみると、フランジ厚の一番薄いC-1試験体と一番厚いC-5試験体との中間のフランジ厚をもつ試験体では、計算値と実験値との差が大きくなっている。これは実験が非弾性領域で行われているためで、4・1で述べたように(23)式で修正する必要がある。比例限 σ_P としては、**Fig. 17**の $P-\delta$ 曲線の直線からはずれたす荷重 P_P より求め、 $P_{er} = \sigma_e \cdot A_e$ を計算すると、**Fig. 18**の太実線で示す曲線が得られる。この P_{er} 曲線は実験結果とかなり良く一致している。このように、鋼矢板の短柱としての圧縮比例限を考慮することにより、非弾性域での局部

**Photo. 4** Specimen at ultimate load

座屈荷重をかなり正確に計算することができる。

ところで、**Fig. 18**の P_{er} 曲線と P_Y 曲線を比較すれば明らかなように、板厚の減少による圧縮強度の低下は、全断面降伏荷重よりも局部座屈荷重の方がはるかに大きな影響を受ける。すなわち、鋼矢板のように降伏ひずみ近傍でフランジの局部座屈が生じる場合は、非弾性域での圧縮強度にフランジ厚が大きく影響するといえる。

**Fig. 18** $P-t_f$ relationship of channel with equal web thickness

7. おわりに

これまで述べてきた鋼矢板の圧縮荷重による耐荷力の特性は、次のように要約することができよう。

- (1) 鋼矢板の柱としての座屈では、曲げとねじりの連成座屈を生じる場合が多く、オイラー座屈だけの検討では不十分である。偏心圧縮の場合はもちろん、中心圧縮の場合でも実用上問題となる柱長で曲げとねじりの連成座屈が生じるので注意する必要がある。
- (2) 鋼矢板の非弾性座屈領域では、フランジの局部座屈が耐荷力を支配する。このため、フ

ランジ厚が耐荷力に大きな影響を与える。

- (3) フランジの局部座屈に対する爪部の補剛効果は、実用上期待できない（たとえば、KSP-II Aでは $l_e=1.4\text{m}$ 程度以下にならないと補剛効果が現われない）。

当社では、このような鋼矢板の特性を断面の設計、圧延管理の面で十分考慮し、製品の品質向上に努めている。もとより、鋼矢板の打ち込みの問題はここで述べた事項だけで明らかにできるものではなく、打ち込む地質、動的荷重の影響、施工方法などが関連し複雑である。このような問題に対しても、従来より施工実験、室内実験などを行い検討を進めているが、今後もより一層の努力を重ねていきたい。

参考文献

- 1) T. V. Galambos : 鋼構造部材と骨組—強度と設計—, (1970), [丸善]
- 2) 山崎徳也 : 構造力学Ⅱ, (1971), [共立出版]
- 3) Bleich : Buckling Strength of Metal Structures, (1952), [McGraw-Hill]